

目標耐震性能に必要な降伏強度と 塑性率のスペクトル

家村浩和¹・三上 卓²

¹フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 博士(工学) 京都大学リサーチ・アソシエイト 工学研究科土木システム工学専攻 (同上)

近年、各種構造物の設計基準等において採用され始めている性能照査型設計では、構造物に対する要求性能と、それを具体的に実現するための目標性能指標が明確に規定されなければならない。本論文は、従来から研究されている損傷度指標をその目標性能指標として用いることとし、弾塑性地震応答解析により、その目標性能指標を満足するために必要な降伏強度と塑性率のスペクトルの提案を行なったものである。

Key Words : *performance based design, damage index, demand spectra, yielding strength, ductility factor, inelastic seismic design*

1. 序論

近年、土木・建築構造物の設計では、性能照査型設計が新たに採用されようとしている。これまでの耐震設計は、設計地震力および設計手順の詳細を規定した仕様設計が中心であり、基準に従うことのみが要求されたのである。設計された構造物が設計荷重以上のどの程度の地震力に耐え得る性能を有するか、などについては全く問題とされなかった¹⁾。SEAOC (Structural Engineers Association of California) のVision 2000²⁾では、地震荷重と構造物の重要度ごとに、まず、目標性能を設定し、これを満足するように設計を進める、性能照査型設計法の枠組みが提案された。日本でも、兵庫県南部地震の被災経験から、性能照査型設計が様々な構造物に対して議論されており^{3),4)}、本格的に調査研究が進められている。現時点では、性能・照査という言葉が先行しがちで、どのような設計体系になるのかなど、その具体的なイメージが掴めていない。しかし、公共事業におけるコスト削減、新技術の開発促進を積極的に推進し、設計の自由度を高めた耐震設計基準とするために、構造物に要求される性能水準の明確化および構造物の保有する性能の評価手法の開発ならびにそれらの具体的設計法への展開が必要となってきた。

地震による構造物の損傷度については、以前より様々な研究がなされてきた。中でも、ParkとAng⁵⁾、KrawinklerとZorei⁶⁾やKumarとUsami⁷⁾によって、地

震による構造物の損傷度を定量的に表すことを目的とした様々な指標が提案されてきた。鈴木ら⁸⁾は、ParkとAngの損傷度指標を用いて、地震時のRC橋脚の被害を予測する簡便な地震被害算定指標を構築し、実際に生じた被害との検証等を行い、さらに、履歴吸収エネルギーのみを用いた損傷指標の提案とそれを用いた地震時損傷度評価を行っている⁹⁾。

本論文では、地震時の構造物の損傷度を数値的に表現する損傷度指標を用いた『性能評価を基盤にした設計体系の流れ』を提案する。最初に、その中で最も重要な損傷度指標に対して、入力地震動や構造パラメータがどのような影響を及ぼすかを検討する。さらに、性能照査型設計に用いる目標性能を損傷度指標を用いて表現し、構造物の目標性能に対応する損傷度指標の目標値を設定する。そして、その目標値を満たす降伏強度や最大変位(塑性率)といった構造特性を1自由度系弾塑性応答解析により算定する。目標性能に対応する損傷度指標の目標値に応じた必要降伏強度・応答塑性率のスペクトルの作成を行い、性能照査型設計法の目標性能指標としての損傷度指標の有効性を検討する。

2. 損傷度指標を用いた性能照査型設計法

(1) 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

著者らは、図-1のような、性能評価を基盤にした

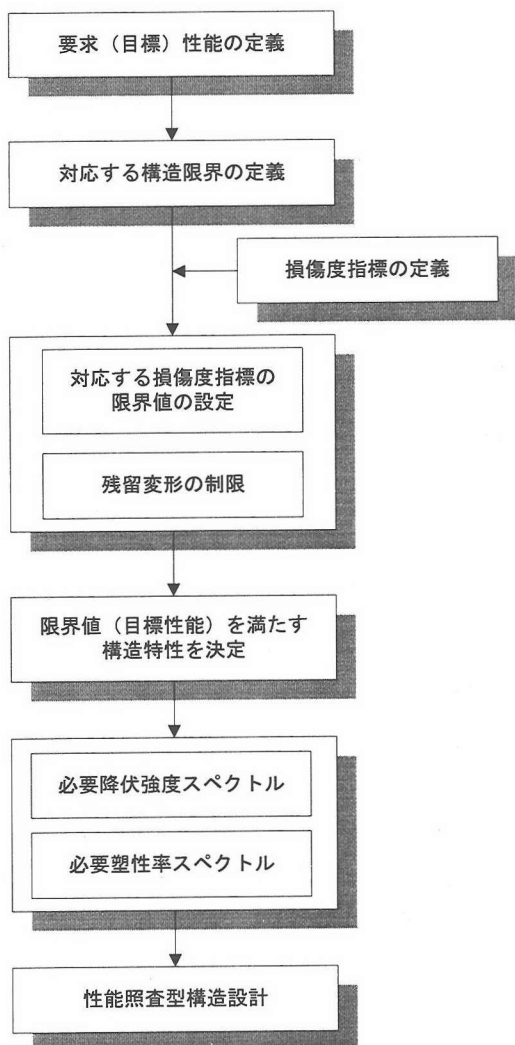


図-1 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

設計体系の流れを提案した¹⁰⁾。始めに、地震による構造物の要求性能を定義し、それに対応する構造限界を定義する。これらの定義は、道路橋示方書¹¹⁾や鉄道構造物等設計標準¹²⁾で、既に定義されている。一方で、地震による構造物全体の損傷程度を数値的に表現している損傷度指標を定義し、先に定義した構造限界に対応する損傷度指標の限界値を設定する。そして、1自由度系の弾塑性応答解析により、限界値(目標性能)を満たす構造特性を決定する。ここでの構造特性とは、必要降伏強度および必要塑性率である。得られた構造特性を用いることにより、損傷度指標を用いた性能照査型設計を具体的に行うことができる。

表-1 損傷状態と損傷度指標の関係

損傷状態	損傷度指標の値	構造物の外観
無損傷		ひびわれなし
使用可能	0.08	中程度のひびわれ
修復可能	0.18	かぶりコンクリートの剥離
修復不可能	0.36	鉄筋剥き出し
崩壊	0.60	せん断耐力・軸耐力の損失

(2) 損傷度指標の定義

図-1に示した設計体系の流れでキーポイントとなるのが、損傷度指標である。本論文では、既往の研究¹⁰⁾を参考に、式(1)の損傷度指標 DI ¹³⁾を用いた。この損傷度指標は、ParkとAng⁵⁾により開発され、Kunnathら¹⁴⁾により構造物が弾性挙動をしてしているときには $DI < 0$ となるように、修正された指標である。

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (1)$$

ここで、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h はそれぞれ応答塑性率、終局変位靱性率、エネルギー靱性率であり、式(2)～式(4)で定義される。また、式(1)の β は部材の断面特性等に依存した正の係数であり、広範な値を持ち、定かではないが、ここでは、その平均値 $\beta = 0.15$ とした。

$$\mu_d = \delta_{\max} / \delta_y \quad (2)$$

$$\mu_u = \delta_u / \delta_y \quad (3)$$

$$\mu_h = E_h / (P_y \cdot \delta_y) \quad (4)$$

ここで、 $\delta_{\max}$ 、 δ_y 、 δ_u は、それぞれ、最大変位、降伏変位、終局変位であり、 E_h および P_y は、それぞれ、履歴吸収エネルギーおよび降伏強度である(図-3参照)。

なお、式(1)の損傷度指標 DI の値と構造物の損傷状態および構造物の被害の外観はSinghalとKiremidjian¹⁵⁾やGhobarahら^{13),16)}によって、実在する鉄筋コンクリート構造物の地震後の被害状況を測定して、表-1のように提案されている。例えば、損傷度指標の値 $D = 0.36$ は、損傷状態が修復可能と修復不可能の境界にある状態、すなわち、修復可能限界を表す。同様に、 $D = 0.6$ は、修復不可能と崩壊の境界であり、 $D > 0.6$ で崩壊となることを表す。この関係については、鈴木ら^{8),9)}により、日本の地震に対する適用性の確認が行われている。

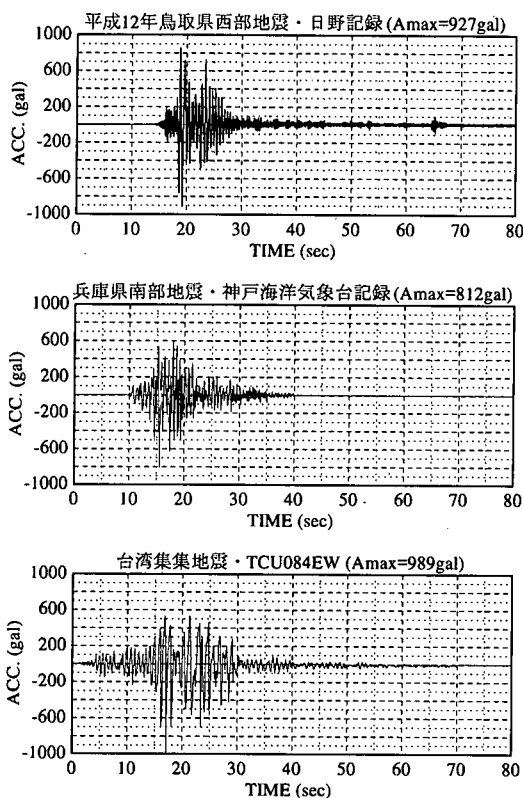


図-2 入力地震動波形^{17), 18)}

(3) 損傷度指標と構造パラメータ

a) 解析方法

性能照査型設計において2(2)で定義した損傷度指標を用いるには、様々な入力地震動や構造パラメータに対する依存性を検討しておく必要がある。そこで、2(2)で定義した損傷度指標と構造パラメータの関係を調べることにした。本論文では、入力地震動と構造パラメータが損傷度指標に及ぼす影響のみを検討するために、もっともシンプルで、道路橋示方書¹¹⁾で採用されている完全弾塑性型復元力特性を有する1自由度系モデルに対する時刻歴応答解析を行い、入力地震動および降伏強度の違いが損傷度指標 DI の値に及ぼす影響を検討した。

入力地震動には、兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録 NS 成分 ($A_{max} = 812\text{gal}$)、台湾集集地震・TCU 084 記録 EW 成分¹⁷⁾ ($A_{max} = 989\text{gal}$)、鳥取県西部地震・日野記録¹⁸⁾ ($A_{max} = 927\text{gal}$)を用いた(図-2)。構造パラメータは、降伏強度を 0.2g, 0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0g の5通り、許容塑性率 $\mu = 5$ の1通りとした。その際、減衰比 $h = 0.05$ として解析を行った。

また、本論文では、復元力履歴特性の2次剛性比の影響を検討することにした。現行の道路橋示方書

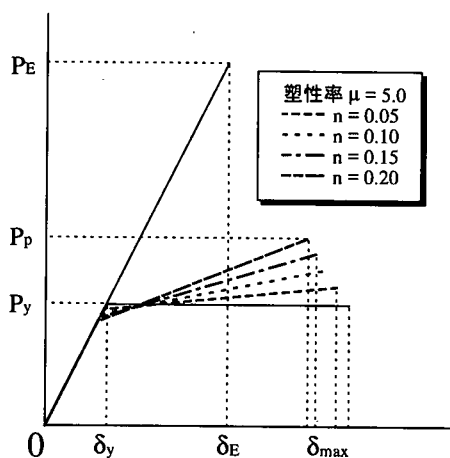


図-3 2次剛性比と履歴特性の関係

V耐震設計編¹¹⁾では、L2地震動に対する保有耐力の照査の過程において、鉄筋コンクリート橋脚の復元力特性を降伏後の2次剛性比が0である完全弾塑性型にモデル化している。しかし、近年、コンクリート充填鋼製橋脚が開発されたように、今後、様々な復元力特性を有する高耐震性鉄筋コンクリート橋脚が開発される可能性がある¹⁹⁾。そこで、2次剛性比の影響を検討する際の履歴曲線を、エネルギー一定則を用いて、次のように定義した。許容塑性率 μ を一定として、エネルギー一定則を用いて、 P_p/P_E と P_y/P_E を、2次剛性比 n 、塑性率 $\mu (= \delta_{max}/\delta_y)$ を用いて表すと、式(5)と式(6)のようになる。

$$\frac{P_p}{P_E} = \frac{1 + n \cdot (n-1)}{\sqrt{n \cdot (n-1)^2 + (2 \cdot \mu - 1)}} \quad (5)$$

$$\frac{P_y}{P_E} = \frac{1}{\sqrt{n \cdot (n-1)^2 + (2 \cdot \mu - 1)}} \quad (6)$$

この関係を $n = 0.05 \sim 0.20$, $\mu = 5$ として図化すると、図-3 となる。図より、2次剛性比 n が大きくなると、最大耐力が降伏耐力より大きくなり、降伏耐力が低減される。さらに、残留変位も小さくなることも確認されている¹⁹⁾。例えば、2次剛性比 $n = 0.10$ とすると、降伏耐力 P_y が $n = 0.00$ の降伏耐力の92%程度になり、最大変位も減少しており、構造物に塑性域の剛性を付加すれば、従来の完全弾塑性型の復元力特性を有する構造物に比べて、降伏耐力および最大変位の低減といった耐震設計上有利な効果が期待できる。さらに、残留変位が減少する結果、地震後の修復もより容易となる。解析では、式(6)

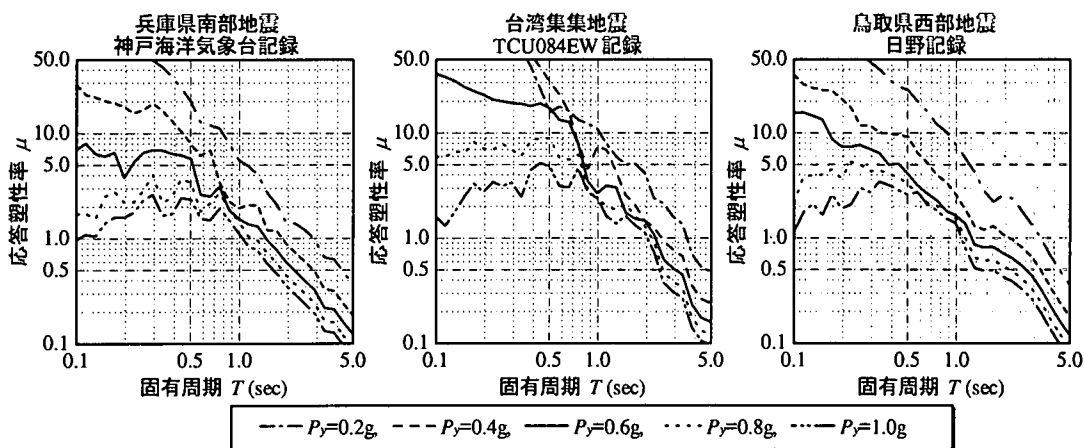


図-4 入力地震動と降伏強度が応答塑性率に及ぼす影響

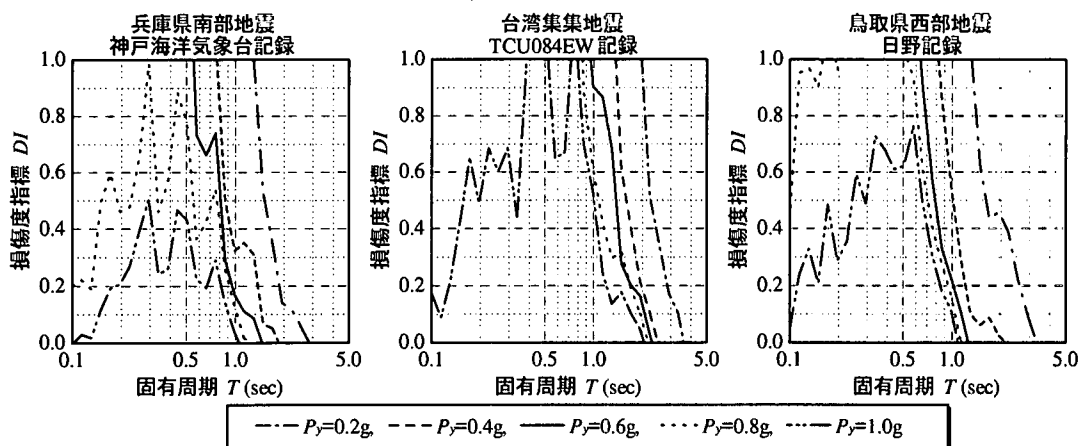


図-5 入力地震動と降伏強度が損傷度指標に及ぼす影響 (許容塑性率 $\mu_u=5$)

より求まる P_y と n の組み合わせを用いることとした。

b) 解析結果

図-4は、降伏強度が応答塑性率に及ぼす影響を入力地震動ごとに示した図である。同図より、兵庫県南部地震(神戸海洋気象台記録)、鳥取県西部地震(日野記録)、台湾集集地震(TCU084EW)の順に、応答塑性率が大きくなっており、台湾集集地震の威力が大きかったことがわかる。また、許容塑性率が「橋脚の致命的な損傷に対する安全性が確保される塑性率」¹¹⁾と考えると、RC橋脚で一般的な許容塑性率 $\mu_u = 5$ を確保するには、弾性周期によりその値は異なるが、最大で兵庫県南部地震では0.7g、鳥取県西部地震では0.8g、台湾集集地震では0.9g程度の降伏強度が必要であると考えられる。

図-5は、図-4のときの入力地震動および降伏強度の違いが損傷度指標 DI に及ぼす影響を示したもの

である。損傷度指標 DI は、式(1)により算定されるが、式中の μ_u は、構造物の許容塑性率 $\mu_u = 5$ と想定し、式(7)¹¹⁾を用いて、 $\mu_u = 7$ とした。

$$\mu_u = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (7)$$

ここに、 δ_y 、 δ_u はそれぞれ、降伏変位、終局変位、 μ_u は終局変位靱性率を表し、 α は安全係数で $\alpha = 1.5$ とした¹¹⁾。

同図より、すべての入力地震動において、降伏強度が大きくなるにつれ、損傷度指標 DI の値が小さくなっていることがわかる。その程度は入力地震動によって異なっている。また、降伏強度に対する損傷度指標の値も入力地震動によって異なり、この3波では、兵庫県南部地震(神戸海洋気象台記録)、鳥取県西部地震(日野記録)、台湾集集地震(TCU084

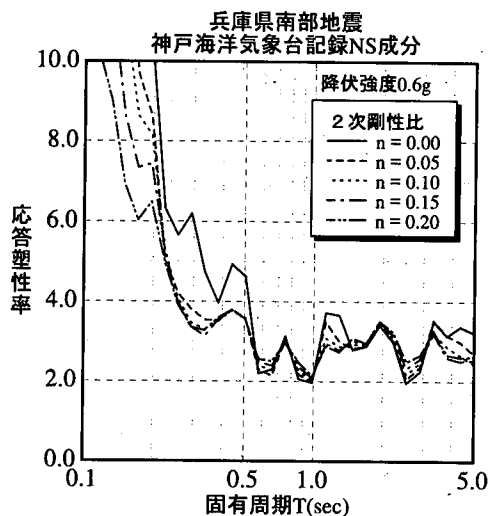


図-6 2次剛性比が応答塑性率に及ぼす影響

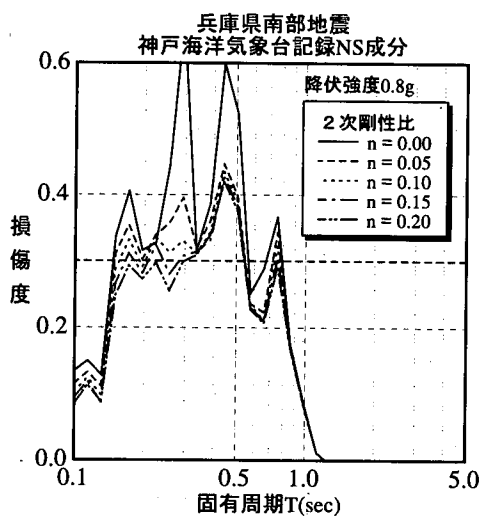
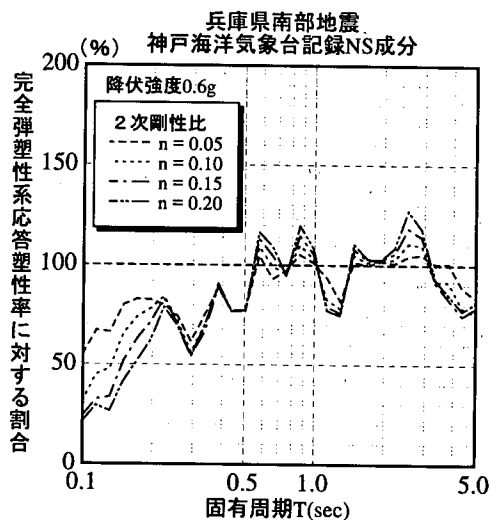
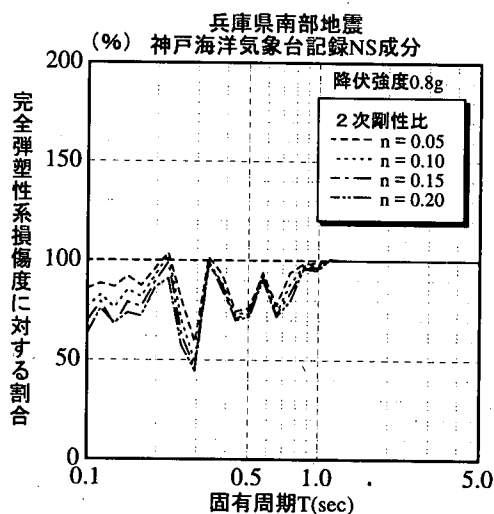


図-7 2次剛性比が損傷度に及ぼす影響



EW)の順に、損傷が大きくなっている。現在の耐震設計では、強震下における構造物の損傷を表す指標として、応答塑性率 μ が用いられているが、使用した損傷度指標は、前述のように、損傷の程度との対応関係がつけやすいこと⁸⁾、構造物の最大変形(応答塑性率)と履歴エネルギーの両方を取り入れていること^{20),21)}などから、構造物の損傷を表すためのよりよい指標になり得ると考えられる。参考までに、表-1によると、 $DI > 0.6$ が橋脚の崩壊を表すことから、許容塑性率 $\mu_a = 5$ 、すなわち、終局変位靱性率 $\mu_u = 7$ の橋脚の崩壊を防ぐには、弾性周期によりその値は異なるが、概ね、兵庫県南部地震で0.8g、鳥取県西部地震で0.9g、台湾集集地震で1.0g以上の降伏強度を有する必要があると考えられる。

図-6は、降伏強度 $P_y = 0.6g$ 、入力地震動を兵庫県

南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分とし、2次剛性比 n を0.00～0.20に変化させた応答塑性率スペクトルである。また、完全弾塑性系($n = 0.00$)の応答塑性率に対する割合も示す。図より、2次剛性比 n の増加に伴い、応答塑性率が小さくなっていることがわかる。その効果は、2次剛性比 $n = 0.05$ とするだけで、かなりの効果があり、その傾向は $T < 0.6\text{sec}$ で顕著になっている。完全弾塑性系に対する割合の中で、一部、100%を超えている部分が見られるが、これは、2(3)a)に示したように、2次剛性比 n が大きくなることにより、降伏変位が小さくなり、応答塑性率が大きくなっているものであり、最大変位は大きくない。

図-7には、降伏強度 $P_y = 0.8g$ 、入力地震動を兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分とし、2

表-2 耐震性能に対応する損傷度指標の限界値

	想定地震動	
	L1地震動	L2地震動
耐震性能Ⅰ	0.00	
耐震性能Ⅱ		0.36
耐震性能Ⅲ		0.60

次剛性比 n を0.00～0.20に変化させた損傷度を示す。ここでの損傷度は、2 (2) で述べた損傷度指標を用いて算定した損傷度である。なお、式中の終局変位靱性率は $\mu = 7$ ，すなわち，道路橋示方書における許容塑性率 $\mu = 5$ の構造物を想定したものとする。また，同図には，完全弾塑性系の損傷度に対する割合も示す。これらの図より，完全弾塑性系，すなわち，2次剛性比 $n = 0.00$ では崩壊を表す $DI = 0.6$ に達するものが，2次剛性比 n を大きくすると，修復可能を表す $0.18 < DI < 0.36$ に損傷度が低減されているのがわかる。さらに， $T > 1.0\text{sec}$ の弾性挙動を示している周期域以外の全ての周期域で，2次剛性比による損傷度 DI の低減効果がみられる。

3. 目標損傷度指標を満足する構造特性

ここでは，性能照査型設計で重要となる要求耐震性能と2 (2) の損傷度指標を対応させ，目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を満たす弾性降伏強度，最大変位（応答塑性率）という構造性能を導くための1自由度系弾塑性応答解析の解析手法と解析結果について説明する。

(1) 耐震性能と損傷度指標

耐震に関わる要求性能は，中小規模の地震動に対しては補修が必要となるような損傷が発生しないこと，および大規模地震動に対しては崩壊しないことが基本になる（土木学会第二次提言）。これに対する目標性能は，想定地震動に応じて次の3段階に設定することができる¹²⁾。①耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき，かつ過大な変位を生じない（L1地震動）。②耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが，早期に機能が回復できる（L2地震動）。③耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体が崩壊しない（L2地震動）。

表-1の関係と上述の要求耐震性能を対応させ，図-1の「対応する構造限界の定義」として，それぞ

れの限界を，耐震性能Ⅰを弾性限界，耐震性能Ⅱを修復可能限界，耐震性能Ⅲを崩壊しない限界と考え，対応する損傷度指標 DI の限界値と耐震性能の関係を表-2のように設定した。ここで，耐震性能Ⅰにおける損傷度指標の目標値を $DI = 0.00$ としたのは，震後の機能保持という観点から，残留変位を生じてはならないと考え，あくまで完全弾性範囲内に構造物の挙動を抑えるためである。

(2) 解析手法と入力地震動

本研究ではBilinear型復元力特性を有する1自由度系モデルに対する弾塑性エネルギー応答解析を行った。その際，減衰比 $h = 0.05$ ，終局変位靱性率 $\mu = 5$ とし，固有周期 T は0.1～5.0秒の範囲を対数軸上に29等分した30通りの値を用いた。時刻歴応答解析終了後，式(1)の損傷度指標 DI を算定し， DI が目標値と異なっている場合は，降伏強度比 R （式(8)）¹⁰⁾を変化させ， DI が目標値となるように解析を繰り返すこととした。

$$R = \frac{Q_y}{Q_{e\max}} \quad (8)$$

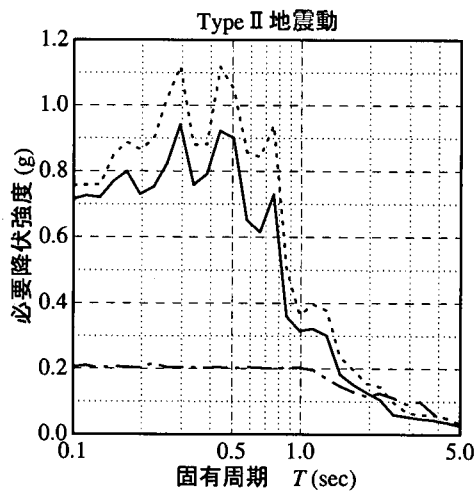
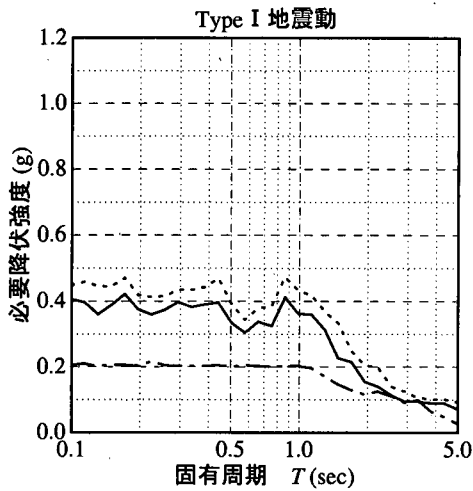
ここで， $Q_{e\max}$ は最大弾性復元力， Q_y は降伏強度を表す。

入力地震動は，地盤条件をⅠ種地盤と想定し，L1地震動として時刻歴応答解析用標準波形Ⅰ（ $A_{\max} = 102\text{gal}$ ），L2地震動のTypeⅠ地震動として宮城県沖地震・開北橋記録LG成分（ $A_{\max} = 319\text{gal}$ ），TypeⅡ地震動として兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分（ $A_{\max} = 812\text{gal}$ ）を用いた。

(3) 解析結果

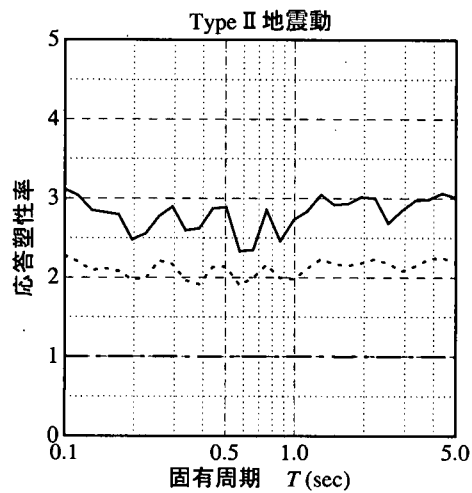
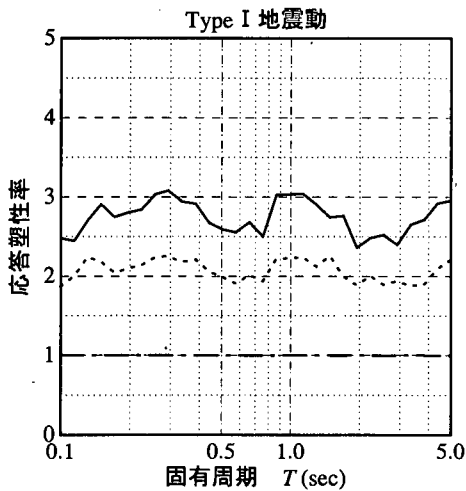
a) 必要降伏強度スペクトル

図-8は，各耐震性能に対応する損傷度の限界値を満たす降伏力のスペクトル，すなわち，必要降伏強度スペクトルを示した図である。左図は，L2地震動として開北橋記録（TypeⅠ地震動）を入力した結果であり，右図は，神戸海洋気象台記録（TypeⅡ地震動）を入力した結果である。耐震性能Ⅰは，入力地震動にL1地震動（標準波形Ⅰ），損傷度指標が $DI = 0.00$ ，耐震性能Ⅱは，入力地震動にL2地震動，損傷度指標が $DI = 0.36$ ，耐震性能Ⅲは，入力地震動にL2地震動，損傷度指標が $DI = 0.60$ として解析した結果である。同図より，耐震性能Ⅰでは，TypeⅠ地震動，TypeⅡ地震動ともに， $0.1\text{sec} < T < 1.0\text{sec}$ で， $0.2g$ を示している。耐震性能Ⅱでは，TypeⅠ地



--- 耐震性能Ⅰ (L1地震動), 耐震性能Ⅱ (L2地震動), —— 耐震性能Ⅲ (L2地震動)

図-8 損傷度指標の限界値を満たす必要降伏強度スペクトル (許容塑性率 $\mu_d=3$)



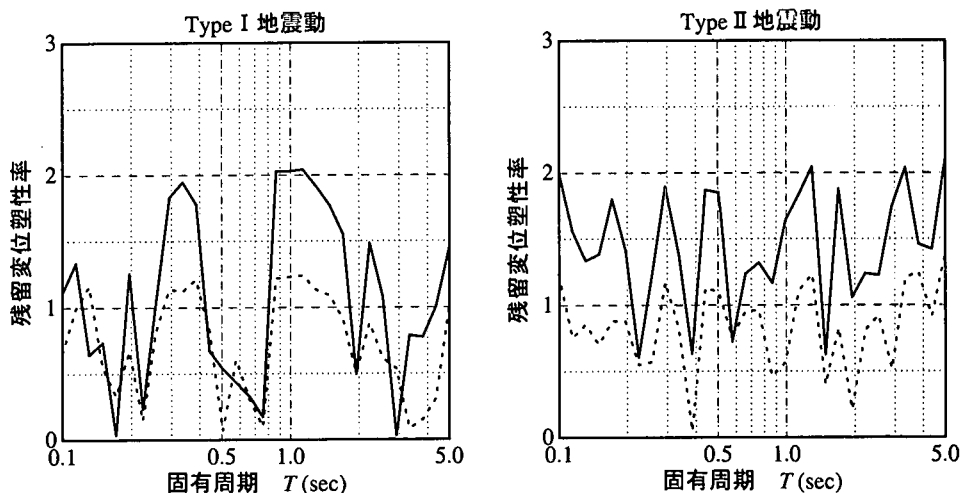
--- 耐震性能Ⅰ (L1地震動), 耐震性能Ⅱ (L2地震動), —— 耐震性能Ⅲ (L2地震動)

図-9 損傷度指標の限界値を満たす必要塑性率スペクトル (許容塑性率 $\mu_d=3$)

震動に関してはほぼ 0.45g 程度, Type II 地震動に関しては最大で 1.1g 程度, 耐震性能Ⅲでは, Type I 地震動に関してはほぼ 0.4g 程度, Type II 地震動に関しては最大で 0.9g 程度となっている。Type II 地震動に関してはかなり大きな値を示しているが, 弾性周期によって値がばらついている上に, $T > 1.0\text{sec}$ では, Type I 地震動とほぼ同じ値になっている。また, ほとんどの周期域で, 耐震性能がⅠ, Ⅲ, Ⅱの順に, 必要降伏強度が大きくなっている。これは, 目標耐震性能から考えても妥当な結果と考えられる。

b) 必要塑性率スペクトル

図-9には, 必要塑性率, すなわち, 最大応答変位を降伏変位で除した値を示した。同図より, 耐震性能Ⅰに対しては, 弾性限界であるので, 当然, 必要塑性率は $\mu = 1$ となっていることが確認できる。耐震性能Ⅱではほぼ $\mu = 2$ 程度, 耐震性能Ⅲではほぼ $\mu = 3$ 程度となっており, 耐震性能の違いによる必要塑性率がはっきり表れている。しかし, 耐震性能Ⅲに対する必要塑性率 $\mu = 3$ は, 道路橋示方書¹¹⁾において, 本解析で想定した終局変位靱性率 $\mu_u = 5$ を有す



--- 耐震性能Ⅰ (L1地震動), ---- 耐震性能Ⅱ (L2地震動), —— 耐震性能Ⅲ (L2地震動)

図-10 損傷度指標の限界値を満たす残留変位塑性率スペクトル (許容塑性率 $\mu_a=3$)

る鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に対し、安全係数 α を考慮して算定した許容塑性率 μ_a と比較すると、ほぼ等しい値になっている。一方で、耐震性能Ⅱでは、かなり小さな値になっている。これは本研究で用いた損傷度指標の特色や設定した目標値によって大きく変化する値であるので、今後検討していく必要があると思われる。

ここで示した必要塑性率スペクトルは、a)の必要弾性降伏強度スペクトルが、TypeⅠ地震動とTypeⅡ地震動で大きく値が異なっているのに対して、履歴吸収エネルギーを考慮した損傷度指標を用いているにも関わらず、TypeⅠ地震動とTypeⅡ地震動でほぼ同程度の値を示しており、興味深い結果となっている。

c) 残留変位塑性率スペクトル

図-10は、各耐震性能に対応する残留変位塑性率スペクトルを示したものである。耐震性能Ⅰに対する残留変位塑性率が生じていないが、これは耐震性能Ⅰが弾性限界であるためである。また、耐震性能Ⅱでは、地震後に補修を必要とするが、早期に機能回復できるということから、この残留変位塑性率が必要降伏強度および必要塑性率と合わせて、目標性能に用いる重要な限界値となると考えられる。同図より、ほとんどの周期域で、TypeⅠ地震動およびTypeⅡ地震動ともに、耐震性能Ⅱでは最大で残留変位塑性率が1、耐震性能Ⅲでは最大で2の値を示している。なお、これらの値は損傷度の目標値は満たしている。耐震性能Ⅲよりも、耐震性能Ⅱの値が小さくなっているのは、前述したように、耐震性能Ⅱの

目標性能から考えても妥当な結果である。また、弾性周期により、残留変位塑性率がかなり異なっているが、これは入力地震動の卓越成分と弾性周期の関係による影響と考え、現行の道路橋示方書の動的解析に関する規定にあるように、入力地震動3波の平均値を用いることによって、ある程度、解消できると思われるが、今後、損傷度指標と残留変位塑性率の関係について、検討の余地があると考えられる。また、本解析では、復元力特性としてBilinear型のみを使用しているが、復元力特性が残留変位に及ぼす影響は大きいと考えられている。この点についても、他の復元力特性を用い、比較・検討する必要があると思われる。

以上の必要降伏強度スペクトル、必要塑性率スペクトルおよび残留変位塑性率スペクトルは、異なった目標性能を満たす構造特性として算定することができ、損傷度指標を目標性能指標として用いることができることが確認された。よって、今後、損傷度指標と構造物の損傷状態、要求性能と損傷度指標の限界値の関係を吟味することにより、損傷度指標は有用な目標性能指標になると思われる。

4. おわりに

本論文では、まず、地震時の構造物の損傷度に着目した『性能評価を基盤にした設計体系の流れ』を提案した。その中で用いる損傷度指標に対する入力地震動や構造パラメータの影響について、若干の解

析を行い、その有用性の検討を行った。さらに、構造物の目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を設定し、1自由度系弾塑性応答解析により、その目標値を満たす降伏力や最大変位等の構造特性および残留変位を算定した。その結果から、性能照査型設計法に用いる必要降伏強度・応答塑性率・残留変位塑性率のスペクトルの作成を行なった。得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論文で用いた損傷度指標は、降伏強度が大きくなるにつれ、小さくなり、その程度は、入力地震動により異なっている。また、損傷度指標と構造物の損傷の程度との対応関係が簡便であること、構造物の最大変形と履歴エネルギーの両方を取り入れていることから、地震時の構造物の損傷度については性能を表すための、合理的な指標と考えられる。
- 2) 弾塑性復元力特性の2次剛性比 n を大きくすると、応答塑性率・損傷度指標が小さくなる。それらの効果は、完全弾塑性系 ($n = 0.0$) と比較して、 $n = 0.05$ とするだけでかなりの効果があり、その傾向は $T < 0.6\text{sec}$ で顕著である。これは、入力地震動が兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録 NS 成分であるため、短周期域では履歴曲線(応答変位波形)が塑性域に達してすぐに、+側に大きく偏っている¹⁰⁾ことから、2次剛性比を付加することにより履歴曲線が安定し、最大変位が低減されたからと考えられる。特に、損傷度指標に対しては、完全弾塑性系では崩壊に達するものが、 n を大きくすることにより、修復可能なレベルに低減され、2次剛性比による耐震性の向上が確認された。
- 3) 目標耐震性能を満足するのに必要な降伏強度スペクトルは、Type I 地震動と Type II 地震動では異なった値を示しているが、必要な塑性率スペクトルは、Type I 地震動と Type II 地震動で、ほぼ同様の値を示している。このことは、同一の目標性能を満足するためには、Type II 地震動に対して、極めて高い降伏強度が必要であることを示している。
- 4) 残留変位スペクトルから、機能回復可能な耐震性能 II を満足するためには、残留変位は δ 以内、崩壊を防ぐ耐震性能 III を満足するためには、 $2 \times \delta$ 以内であることが必要であることが判った。

本論文で行なった解析的検討は、限られた数値計算により得られたものである。また、表-1、表-2における損傷度指標の値と損傷度の関係や、式(1)における係数 β の信頼性などが重要となってくる。従って、耐震性能と損傷度指標の関係、減衰比等の

構造特性値による影響、弾性周期に対する値のばらつき、式(1)における係数 β などについては、さらに、検討していく必要があり、今後の検討課題と考えている。しかしながら、損傷度指標という地震時の構造物の損傷度を定量的に表すことのできる指標を用いることにより、目標性能指標を満足するための必要降伏強度と塑性率のスペクトルの提案を行うことができ、損傷度指標が性能照査型設計法の目標性能指標として有効であることが確認されたと考えられる。

参考文献

- 1) 家村浩和：極限地震力に対する要求性能と設計法のあり方，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.1-8，1999.6.
- 2) Structural Engineers Association of California：Vision 2000 (Performance Based Seismic Engineering of Buildings)，1995.
- 3) 市川篤司：鋼橋における性能を基盤にした設計体系への取り組み，第3回鋼構造と橋に関するシンポジウム，土木学会鋼構造委員会，2000.8.30.
- 4) 伊藤義人，織田博孝：性能照査型の耐震設計法，第4回土木鋼構造研究シンポジウム，社団法人鋼材倶楽部，pp.20-25，2000.1.14.
- 5) Park, Y.-J. and Ang, H.-S.：Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.4, pp.722-739, April 1985.
- 6) Krawinkler, H. and Zorei, M.：Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motion, *Journal of computers and structures*, Vol.16, No.1-4, pp.531-541, 1983.
- 7) Kumar, S. and Usami, T.：A Note on the Evaluation of Damage in Steel Structures under Cyclic Loading, *Journal of Structural Engineering*, Vol.40A, pp.177-188, March 1994.
- 8) 鈴木基行，井林康，藤原稔，尾坂芳夫：RC橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.651-658，1998.3.
- 9) 井林康，尾坂芳夫，鈴木基行：地震入力エネルギーと損傷指標を用いたRC橋脚の地震時損傷度評価に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.807-814，2000.3.
- 10) 三上卓，家村浩和：性能照査型設計のための損傷度指標，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.17-24，2000.12.8.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，丸善，pp.120-124，1996.12.

- 12) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善，1999.
- 13) Ghobarah, A. and Aly, N.M. : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998.
- 14) Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. : A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures, Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, N.Y.
- 15) Singhal, A. and Kiremidjian, S. : Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage, *Journal of Structural Engineering*, ASCE122, pp.1459-1467, 1996.
- 16) Ghobarah, A., Aly, N.M. and El-Attar, M. : Performance level criteria and evaluation, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar & Krawinkler, Balkema, Rotterdam, ISBN, pp.207-215, 1997.
- 17) CDB Free-Field Strong-Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake : Volume 1. Digital Acceleration Files on CD-ROM, Pre-Publication Version (December 6, 1999), Seismology Center, Central Weather Bureau, Taipei, Taiwan.
- 18) 防災科学技術研究所：基盤強震観測網 (KiK-net) <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 19) 家村浩和，高橋良和，曾我部直樹，鶴飼正裕：アンボンド高強度芯材を用いたRC橋脚の高耐震化に関する基礎的研究，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.433-438, 2000. 12.8.
- 20) 平尾潔，笹田修司，成行義文，澤田勉，川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集，No.525 /I-33, pp.213-225, 1995.10.
- 21) 成行義文：強震下における構造物のエネルギー応答の推定と損傷度評価に関する基礎的研究，京都大学博士論文，1992.4.

(2001. 2. 10 受付)

DEMAND SPECTRA OF YIELDING STRENGTH AND DUCTILITY FACTOR FOR REQUIRED SEISMIC PERFORMANCE OBJECTIVES

Hirokazu IEMURA and Taku MIKAMI

Performance based design concept has recently been adopted as the design criteria of various structures. To realize the concept, relation between level of structure damage and performance objectives has to be quantitatively discussed.

In this paper, the damage index of inelastic structures is employed as a measure of seismic performance objectives. With numerical simulation of inelastic seismic response, demand spectra of yielding strength and ductility factor to satisfy the required seismic performance are presented. It is found that much higher yield strength is needed for nearfield earthquake motion compared to far field earthquake motion for the same level of performance objectives.